

# 岩石流变特性及高边坡稳定性流变分析\*

夏熙伦 徐平 丁秀丽

(长江科学院岩基研究所 武汉 430010)

**摘要** 叙述了岩石的压缩蠕变试验及方法; 将蠕变强度和瞬时强度作了比较; 拟合出了蠕变曲线经验公式; 得到了蠕变理论模型及其参数; 经综合分析和类比确定了蠕变参数。利用开发出的岩质边坡稳定性流变分析微机软件, 对三峡船闸边坡进行了模拟边坡开挖过程的粘弹性有限元分析, 并计算了船闸运行期边坡岩体的长期变形。

**关键词** 流变, 蠕变模型, 蠕变参数, 高边坡, 稳定性

## 1 前言

工程实践表明, 岩质边坡开挖以后, 岩体的应力调整和变形并不是瞬时完成的, 而是随时间变化发展, 变形趋于稳定需要延续一个较长的时期。过去国内外对边坡的稳定性研究只注重荷载的短期效应, 较少考虑边坡在荷载长期作用下的稳定性。在以往的岩质边坡工程中, 不乏因对岩石特性包括岩石流变特性研究不够, 而导致延误施工甚至工程失败的先例。因此, 对具体的岩质边坡, 应根据具体情况, 除开展常规的岩石力学参数测试外, 还要进行岩石流变参数的测试、边坡岩体变形及稳定性流变分析, 尽可能地为边坡设计和处理提供最优方案。

我们结合三峡船闸高边坡, 对取自船闸区的闪云斜长花岗岩开展了岩石流变特性试验研究, 利用开发出的岩质边坡稳定性流变分析微机软件, 对船闸边坡进行了模拟边坡开挖过程的粘弹性有限元分析, 并计算了船闸运行期边坡岩体的长期变形。

## 2 岩石蠕变试验

### 2.1 试验方法及成果

试验所用试件为三峡船闸区闪云斜长花岗岩, 风化程度分弱风化和微新两种, 直径 25 mm, 高度 50 mm。采用分级加载方式, 千分表观测变形随时间的变化, 每一级荷载持续时间视变形速率而定, 一般变形速率小于  $0.5 \times 10^{-3}$  mm/d, 即应变率小于  $0.01 \times 10^{-3}$  /d 就施加下一级荷载。为了确定压缩蠕变强度与瞬时强度的关系, 对应地进行了常规的单轴压缩强度试验。

瞬时抗压强度试验和蠕变试验的统计结果列于表 1 中, 应变随时间变化的  $\epsilon-t$  曲线见

1994年12月29日收到初稿, 1995年2月27日收到修改稿。

\* 国家自然科学基金资助项目

图 1。为了便于进行模型识别和计算蠕变参数, 还做了卸载试验, 由于都是在较低应力水平下的卸载, 弹性应变瞬时即可恢复, 随着时间增加, 最终应变都存在趋于零的趋势。

从试验结果发现, 蠕变强度  $\alpha_c$  一般均低于瞬时抗压强度  $\sigma_1$ 。  $\alpha_c$  与  $\sigma_1$  的比值与岩性有关, 对弱风化岩石, 比值约为 0.837, 微风化岩石比值约为 0.9, 可见弱风化岩石的强度其时间效应比微风化岩石显著。

三峡闪云斜长花岗岩属坚硬岩石, 在较低应力水平下, 蠕变变形相对较小, 本次试验也说明了这一点。在低应力水平下, 经过短时间的初期蠕变后, 变形即趋于稳定。当应力水平较高时, 除瞬时弹性变形和较明显的第 I 阶段蠕变外, 还产生了第 II 阶段蠕变, 也就是说变形随时间有缓慢增加的趋势, 尽管增加的趋势不太明显, 我们把该临界应力水平称为蠕变门槛值, 记为  $\sigma_{th}$ 。经对几个试件的  $\epsilon-t$  曲线分析后, 找出了对应的  $\bar{\sigma}_1$ ,  $\bar{\alpha}_c$  与蠕变强度  $\alpha_c$  的比值也与岩性有关, 弱风化岩石的平均比值约为 0.82, 微风化岩石的平均比值约为 0.86。

本次试验由于分级加载控制得较好, 除观测到第 II 阶段蠕变外, 有些试件还观测到了最后一级荷载下的蠕变全过程, 如 2~ 6# 试件在经过了 6 天的 I, II 阶段蠕变后, 进入加速蠕变, 并在这一阶段也持续了 1 天左右。

表 1 岩石单轴压缩蠕变试验成果

Table 1 Test results of uniaxial compression creep for rock

岩石名称	风化程度	$\bar{\sigma}_1 / \text{MPa}$	$\bar{\alpha}_c / \text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{th} / \text{MPa}$	$\bar{\alpha}_c / \bar{\sigma}_1$	$\bar{\sigma}_{th} / \bar{\alpha}_c$
闪云斜	弱风化	63.3(6)	52.97(7)	43.4	0.837	0.82
长花岗岩	微风化	72.5(3)	65.22(6)	56.1	0.90	0.86

注:  $\bar{\sigma}_1$ ,  $\bar{\alpha}_c$ ,  $\bar{\sigma}_{th}$  分别为瞬时抗压强度、蠕变强度和应力门槛值的均值, 括号内数字为试件数量。

## 2.2 蠕变经验公式

一般地, 总应变  $\epsilon$  包括弹性应变  $\epsilon_e$ , 第 I 阶段蠕变  $\epsilon_I$ , 第 II 阶段蠕变  $\epsilon_{II}$  以及第 III 阶段加速蠕变  $\epsilon_{III}$  四部分, 即:

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_I + \epsilon_{II} + \epsilon_{III} \tag{1}$$

经验公式一般只用于描述第 I 和第 II 阶段蠕变, 对于加速蠕变, 目前还未找到简单适用的经验公式, 下面的经验公式也不考虑加速蠕变阶段。

对数型的经验公式基本形式为:

$$\epsilon(t) = a + b \ln t + ct \tag{2}$$

其中  $a, b, c$  为常数, 第 3 项主要用来描述应变随时间有较大的线性增长的情况。从本次试验的  $\epsilon-t$  曲线看, 第 II 阶段蠕变除在较高应力水平下较明显外, 低应力水平下以及微风化岩石不大明显, 因此我们在拟合试验曲线时只采用了前两部分, 即

$$\epsilon(t) = a + b \ln t \tag{3}$$

由于蠕变曲线与应力水平及材料性质有关, 故经验公式也应如此。根据试验数据采用最小二乘法进行回归分析, 得到了弱风化岩石和微风化岩石在不同应力水平下的经验公式, 常数  $a, b$  限于篇幅从略, 相关系数除个别小于 0.9 外, 大部分均在 0.9 以上。将经验公式拟合曲线绘于相应的  $\epsilon-t$  曲线图中, 可以看出拟合曲线与试验结果吻合较好。

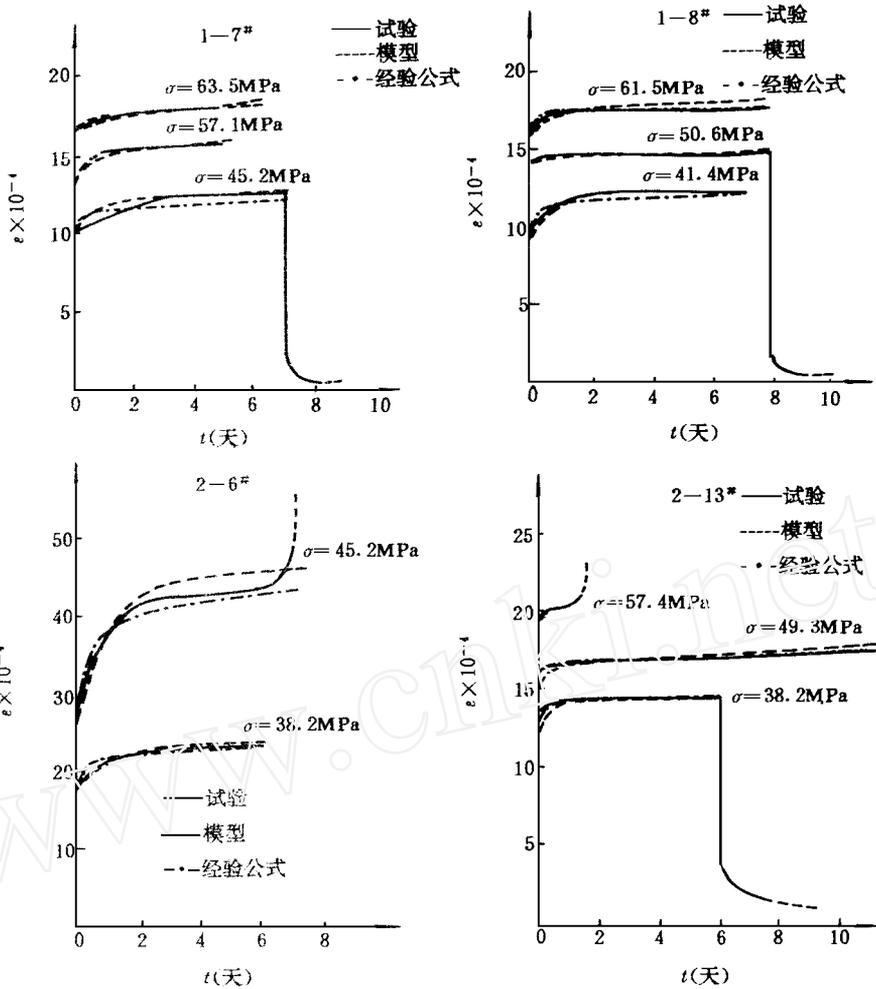


图 1 岩石蠕变试验  $\epsilon-t$  关系曲线

Fig 1  $\epsilon-t$  curves of rock creep test

### 2.3 蠕变理论模型

本次试验的  $\epsilon-t$  蠕变曲线大致有以下几个特点:

- (1) 从低应力水平下的卸载曲线发现, 将应力降低为零的瞬间, 应变有一部分的瞬时恢复, 且随时间的增加, 卸载后应变都渐渐趋于零, 这一特征与开尔文模型相似;
- (2) 低应力水平下的蠕变曲线, 当  $t$  时, 应变将趋于某一定值, 与广义开尔文模型的应变时间曲线类似;
- (3) 当应力水平大于某一值  $\sigma_c$  后, 应变随时间增加不是收敛于某一定值, 而是逐渐增大, 这一现象可在柏格斯模型中发现。

综上所述, 当  $\sigma_c \leq \sigma$  时, 蠕变模型应是广义开尔文模型; 当  $\sigma_c > \sigma$  时, 蠕变模型与柏格斯模型相似, 但它应反映材料何时屈服, 此时的模型就是西原模型,  $\sigma_c$  即为屈服应力。其

组合方式见图 2。

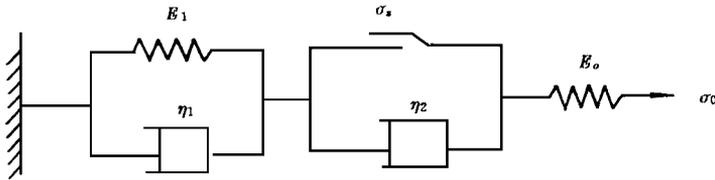


图 2 蠕变理论模型

Fig 2 Creep theory model

在常应力  $\sigma = \sigma_0 = \text{常数}$  作用下, 西原模型的应力—应变—时间关系式为

$$\epsilon(t) = \begin{cases} \frac{\sigma_0}{E_0} + \frac{\sigma_0}{E_1} (1 - e^{-\frac{E_1}{\eta_1} t}) & \sigma_0 \leq \sigma_s \\ \frac{\sigma_0}{E_0} + \frac{\sigma_0}{E_1} (1 - e^{-\frac{E_1}{\eta_1} t}) + \frac{\sigma_0 - \sigma_s}{\eta_2} t & \sigma_0 > \sigma_s \end{cases} \quad (5)$$

对三峡花岗岩这样强度较高的岩石, 只通过蠕变试验确定其屈服应力是较困难的, 我们根据前面得到的弱风化和微风化两类岩石的蠕变门槛值  $\sigma_{th}$  与蠕变强度  $\sigma_c$  的比值, 得到一点初步认识, 该比值在一定程度上反映了岩石屈服程度, 但又不是真正的屈服点, 因此, 我们称该比值下的应力为名义屈服应力  $\sigma_s$ , 以下计算蠕变参数时均采用名义屈服应力。对弱风化岩石和微风化岩石,  $\sigma_{th}/\sigma_c$  分别取为 0.8 和 0.85。

### 2.4 蠕变参数取值

计算模型参数时采用直接法和数值方法相结合。对  $\sigma_0 = \sigma_s$  时的广义开尔文模型主要采用直接法, 式(4)中只有  $E_0$ ,  $E_1$  和  $\eta_3$  个参数, 在  $t = 0$  时施加常应力  $\sigma_0$ , 则  $\epsilon_0 = \sigma_0/E_0$ ,

$\epsilon(t) = \sigma_0 \cdot \frac{E_0 + E_1}{E_0 \cdot E_1}$ , 故

$$E_0 = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0}; \quad E_1 = \frac{\sigma_0}{\epsilon(t) - \epsilon_0} \quad (6)$$

在蠕变曲线上任取一时间  $t > 0$  的点  $(\epsilon, t)$ , 可求得

$$\epsilon - \epsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E_1} (1 - e^{-\frac{E_1}{\eta_1} t}) \quad (7)$$

则有  $\ln[\sigma_0 - E_1(\epsilon - \epsilon_0)] = \ln \sigma_0 - \frac{E_1 t}{\eta_1}$  从而有

$$\eta_1 = \frac{E_1 t}{\ln \sigma_0 - \ln [\sigma_0 - E_1(\epsilon - \epsilon_0)]} \quad (8)$$

对  $\sigma_0 > \sigma_s$  时的情况, 在有卸载曲线的情况下仍可用直接法计算蠕变参数, 但在加载级数较多时, 很难在每级荷载下均进行卸载试验, 这样直接法就难于实现, 此时我们采用了数值方法求取模型参数。

由于岩石材料十分复杂且蠕变特性与应力水平有关, 因此计算 2 类岩石的蠕变参数时均同时根据几个试件的蠕变曲线, 求取各个参数的均值。模型参数的计算结果见表 2。

在得到了模型参数后, 根据式(4)和式(5)计算出不同应力水平下的  $\epsilon-t$  曲线绘于图 1 中, 与试验曲线相比较, 拟合结果是令人满意的, 这同时证明了所计算的模型参数的合理性。根据室内蠕变试验数据抽象出理论模型并计算了模型参数后, 为了方便地应用于具体工程的数值分析及设计中去, 还需根据工程地质条件、其他试验和计算成果, 以及与其他工程同类岩石的试验成果类比, 分析整理出三峡工程岩体的合理蠕变参数。

首先, 岩体与室内试验的岩石试件是有区别的, 大范围的岩体包含了大量的节理裂隙等缺陷, 而室内试件相对完整只包含少量微小裂隙; 其次, 外界环境如地下水等对岩体的力学性质有一定的劣化作用。因而岩体强度相对低于室内岩石试件的强度, 其蠕变特性应更加显著。

另外, 利用船闸区试验洞微新带岩体位移监测数据, 经粘弹性反演分析, 并选择几种典型的蠕变模型作比较, 认为广义开尔文模型比较适合描述三峡岩体的流变特性, 因反演剖面区的全应力场不属高地应力, 故这一结果与本次试验在低应力水平下的分析结果是一致的。反演的广义开尔文模型参数  $E_0$ ,  $E_1$ ,  $\eta_1$  分别为 33 420 MPa, 31 160 MPa 和 76 157 MPa · d, 这里  $E_1$  值偏低。

根据本次试验成果, 并与其他工程花岗岩蠕变参数作类比, 考虑到岩体与岩石的差别及三峡船闸的工程地质条件和粘弹性位移反演结果, 提出西原模型式(4)和式(5)的各参数建议值见表 3。室内蠕变试验的时间毕竟是有限的, 由有限时间内的试验成果提出的表 3 中  $\eta_1$  和  $\eta_2$  值, 在进行数值分析时作了适当调整。

表 2 不同应力水平下的蠕变参数计算值

Table 2 Calculation values of creep parameters under different stresses

岩石名称	风化程度	编号	$\sigma_0$ /MPa	$\sigma_1$ /MPa	$E_0$ /MPa	$E_1$ /MPa	$\eta_1$ /MPa · d	$\eta_2$ /MPa · d	备注				
闪云斜长花岗岩	弱风化	2- 6	38.2	36.1	213.40	80.100	91.000	89.000					
			45.2		18.430					23.600	20.800	61.000	
		2- 11	37.8	40.5	40.090	32.3900	230.000	230.000		1.276			
			50.6		37.850						153.180	60.523	1.276
		2- 13	38.2	45.9	31.310	169.770	64.800	64.800		480.000			
			49.3		31.020						287.100	1.022	000
	均值			30.007	172.942	248.187	157.819						
	微风化	1- 7	45.2	54	44.790	194.300	157.400	136.600		201.000			
			57.1		43.340						287.700	1.089	000
			63.5		38.200						592.400	1.089	000
		均值			44.180								
		1- 8	41.4	52.3	35.810	121.500	580.000	580.000		890.000			
50.6			331.176		1.030				000				
61.5	419.530												
均值			40.698	327.896	685.750	613.667							

$\sigma_0$ —应力水平  
 $\sigma_1$ —名义屈服应力

表 3 蠕变参数值  
Table 3 Creep parameter values

岩石名称	风化程度	$E_0 / \text{MPa}$	$E_1 / \text{MPa}$	$\eta_1 / \text{MPa} \cdot \text{d}$	$\eta_2 / \text{MPa} \cdot \text{d}$
闪云斜长花岗岩	弱风化	10 000~	50 000~	50 000~	40 000~
		25 000	100 000	150 000	100 000
花岗岩	微新	30 000~	150 000~	100 000~	80 000~
		35 000	250 000	300 000	200 000

### 3 高边坡岩体稳定性流变分析方法

#### 3.1 边坡流变计算的有限元法

设边坡处于平面应变状态, 采用粘性增量初应变法, 求解边坡流变问题, 边坡的总变形包括瞬时弹性变形和蠕变变形两部分:

$$\{\epsilon\} = \{\epsilon'\} + \{\epsilon''\} \tag{9}$$

其中,  $\{\epsilon'\} = [D]^{-1}\{\sigma\}$  为瞬时弹性应变,  $[D]$  为弹性矩阵。

对广义 Kelvin 模型(图 2 和式(4)), 可得粘性应变:

$$\{\epsilon''\}_{t+\Delta t} = \{\epsilon''\}_t \exp(-b\Delta t) + \left(\frac{m}{b}\right)[A]^{-1}\{\sigma\}_t [1 - \exp(-b\Delta t)] \tag{10}$$

式中:  $b = \frac{E_1}{\eta_1}$ ;  $m = 1/\eta_2$ ;  $[A]$  是取决于泊松比  $\mu$  的常数矩阵, 对于平面应变问题, 有

$$[A] = \begin{bmatrix} 1 - \mu^2 & -\mu(1 + \mu) & 0 \\ -\mu(1 + \mu) & 1 - \mu^2 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1 + \mu) \end{bmatrix} \tag{11}$$

在有限元分析中, 将粘性应变  $\{\epsilon''\}$  视为可变的初应变, 由粘性应变引起的粘性等效结点荷载:

$$\{F^v\} = \int_{\Omega} [B]^T [D] \{\epsilon''\} d\Omega \tag{12}$$

式中,  $[B]$  为几何矩阵。

由此可得整体平衡方程:

$$[K]\{\delta\} = \{F\} + \{F^v\} \tag{13}$$

式中,  $\{F\}$  为外载, 本文中主要为开挖释放荷载;  $[K]$  为刚度矩阵。在流变计算时, 采用时间步长荷载增量的迭代计算, 即在  $t = 0$  时施加瞬时荷载, 按弹性计算求得瞬时弹性位移  $\{\delta_0\}$ 、应变  $\{\epsilon_0\}$  及应力  $\{\sigma_0\}$ 。此后假定所得应力在时间间隔  $\Delta t$  内保持不变, 则可据式(10)求得时间间隔末的粘性应变  $\{\epsilon''\}_1$ ; 在下一时段开始时, 将  $\{\epsilon''\}_1$  作为初应变, 由式(12)和式(13)求得  $\{\delta\}_1$ , 并进一步求得  $\{\sigma\}_1$  及该时段末的  $\{\epsilon''\}_2$ 。如此反复计算, 直到变形稳定为止。

在计算过程中, 得到稳定的数值解的条件为前后两时步各点应力值的相对误差小于某

— 给定的小数。

### 3.2 边坡开挖模拟方法

岩体边坡的开挖实际是将开挖面上的初始应力全部或部分解除，从而使工程范围的应力场发生变化扰动，在应力场变化同时伴有相应的变形发生。模拟计算步骤如下：

(1) 按初始应力场  $\{\sigma_0\}$  计算被挖出的岩体部分对剩下部分的作用力  $\{F\}$ 。

(2) 把作用力  $\{F\} = - \{F\}$  作为“载荷”，施加在开挖边界上，按 3.1 节求得开挖而产生的应力和位移变化场  $\{\Delta\sigma\}$  和  $\{\Delta\delta\}$ 。

(3) 开挖完成后，岩体内总应力和位移为

$$\{\sigma\} = \{\sigma_0\} + \{\Delta\sigma\} \tag{14}$$

$$\{\delta\} = \{\Delta\delta\} \tag{15}$$

(4) 多步开挖需采用增量求解方法，每个开挖步对应一个增量“载荷”，并将上一开挖步的总应力、总位移作为初应力和初位移，重复步骤(1)、(2)、(3)，直至最终开挖步。

开挖模拟方法示意图见图 3。

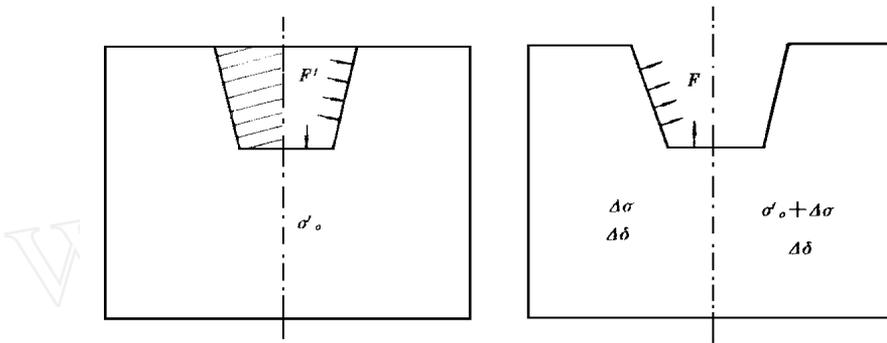


图 3 开挖模拟方法示意图

Fig 3 Diagram of the excavation simulation method

## 4 三峡船闸高边坡稳定性流变分析

### 4.1 计算条件

本文选取了 16—16 剖面(三闸首)作为计算剖面。

船闸区不属高地应力区，根据第 2 节，流变模型选取广义开尔文模型(图 2)。计算所采用的各类岩体的物理力学参数参照文献[6]，流变参数参照表 3 选取，计算荷载仅考虑了地应力场，未计入渗流的影响。

岩体的地应力场按不同的风化带分别采用不同的公式计算，参见文献[7]。

在进行边坡岩体开挖过程的流变计算时，按全断面并行下挖方式模拟岩体分步开挖情况，开挖步骤如图 4。

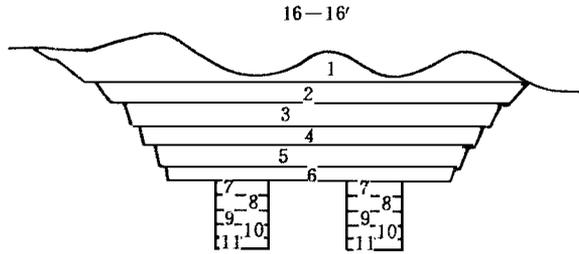


图 4 16- 16 剖面开挖步序示意图

Fig 4 Diagram of the excavation steps for section 16- 16

开挖过程分为 11 个开挖步, 设每一开挖步相隔的开挖时间为 20—30 天, 根据计算确定每一开挖步岩体开挖后的变形收敛时间, 待岩体变形基本稳定后, 再进行下一开挖步的流变计算。

为了便于成果的分析比较, 本文还针对相同的剖面按同样的开挖步骤作了弹性开挖模拟计算。

#### 4 2 计算成果与分析

在以下的成果分析中, 未作说明的皆指流变计算的结果。

##### 4 2 1 边坡岩体的变形

在粘弹性分析中, 边坡岩体的变形包括因卸荷产生的瞬时回弹变形和蠕变变形两部分。边坡在每一开挖步下形成的位移矢量场都是这两个位移相互叠加的结果。

##### (1) 边坡的位移形态

16—16 剖面开挖后边坡岩体最终的位移矢量图见图 5; 弹性计算的位移成果参见图 6。

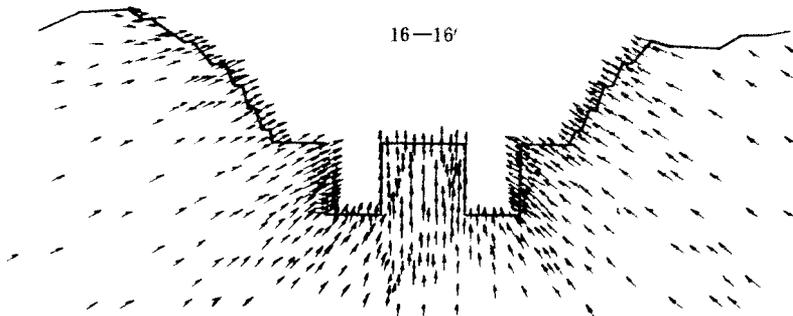


图 5 边坡开挖后最终的位移矢量图(粘弹性计算)

he final displacement vector of section 16- 16 after slope excavated(viscoelastic analysis)

从船闸区岩体最终的位移矢量图来看, 剖面的南北边坡均向船闸中心线方向作相向位移, 且位移矢量的分布接近于对称。

计算剖面边坡总体的位移趋势呈回弹型, 即两侧边坡均产生朝坡外且向上的位移。对

于风化壳厚度较大的北坡，坡顶全强风化带岩体的位移矢量方向接近于水平，与弹性计算结果(见图 6)相比，该处岩体的位移形态变化最大，这主要是由于良好的流变性状所致。最大水平位移值出现在北坡全强风化带的缓坡段。船闸闸室两侧边墩的位移值从上往下逐渐减小，顶部与底部的水平位移差值分别为：左侧 16.01 mm，右侧 15.38 mm。中隔墩的变形趋势除右侧向闸室内有一很小的水平位移之外，基本上产生垂直向上的位移。该部位岩体受上、左、右三向卸荷的影响，其中以上部岩体开挖卸荷的影响最为显著，因而向上的回弹变形在总变形中占优势。左右闸室底板及其下部岩体的位移方向朝上，略向中墩偏移。

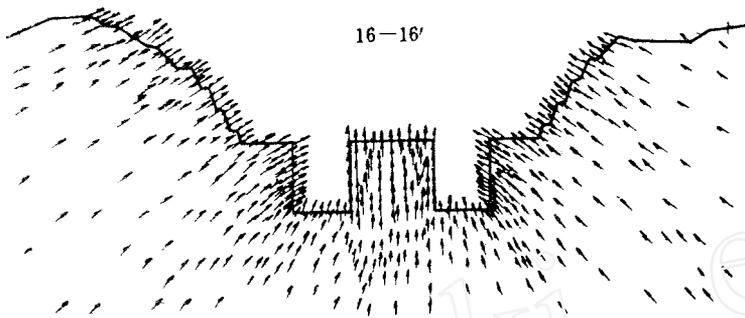


图 6 边坡开挖后最终的位移矢量图(弹性计算)

the final displacement vector of section 16-16 after slope excavated (elastic analysis)

(2) 岩体的变形时效

通过计算表明，考虑岩体流变特性的影响后，两侧边坡的水平位移值大多增加了 1 左右，垂直方向的位移向上的回弹量约减小了 1~ 3 mm (不包括全强风化带岩体)。位移变化的幅度与边坡岩体的风化程度、地质构造及初始应力等有关。通常，风化愈严重的岩体，其蠕变效应也愈明显，即岩体的位移在形态及量值上随时间的变化也越大。如图 7 所示，分别为 16~ 16 剖面开挖边界上的 5 个节点(代表了 4 种风化程度的岩体)在与其开挖部位相对应的开挖步中水平位移值随时间的变化曲线。从图中可以看出，岩体的风化程度愈强，在开挖荷载作用下的蠕变速率愈快，变形趋于稳定的时间也越长。微新岩体通常在开挖后 2 天内，就释放了 95% 以上的变形值，经历 7~ 8 天后，变形已基本停止；全强风化岩体开挖后在 4~ 5 天内的变形速率较快，其后，变形趋于稳定，经历约 12 天的时间，变形基本停止。弱风化岩体的位移收敛时间介于两者之间，一般约需要 9~ 10 天。

4.2.2 船闸区开挖应力场的变化

在高边坡施工过程中，船闸区初始应力场受到扰动，各点的应力将不断调整。开挖完成后岩体的应力场发生了很大的变化，开挖面附近岩体的大主应力  $\sigma_1$  方向接近于垂直坡面，局部区域由压应力转为拉应力；次主应力  $\sigma_2$  方向与坡面接近平行。在南北边坡坡脚处，即左右闸室直墙与底板的交接地带为压应力集中区，最大主压应力为 20.28 MPa，相当于微新岩体湿抗压强度的 1/5。在边坡坡面附近及中隔墩的上部，出现了一定范围的拉应力区，拉应力的量值一般不大，绝大多数在允许范围以内。

岩体的蠕变效应, 对边坡内各点应力的影响比较复杂, 主应力的量值大都随时间而减小, 与弹性应力相比, 流变计算的最大主压应力约减少了 12%, 最大拉应力值降低了 8% 左右; 拉应力区的范围与弹性计算结果相比也有所减小。

### 4.2.3 高边坡运行期稳定性分析

在施工期边坡岩体应力、位移分析的基础上, 进一步计算了船闸运行期岩体的长期变形。计算结果表明, 在不考虑渗透水压力及其它外载的条件下, 仅作用有边坡开挖完成后的二次应力场, 边坡岩体随时间增长的变形值很小; 在  $t = 30$  天时, 变形就基本上达到了稳定值。

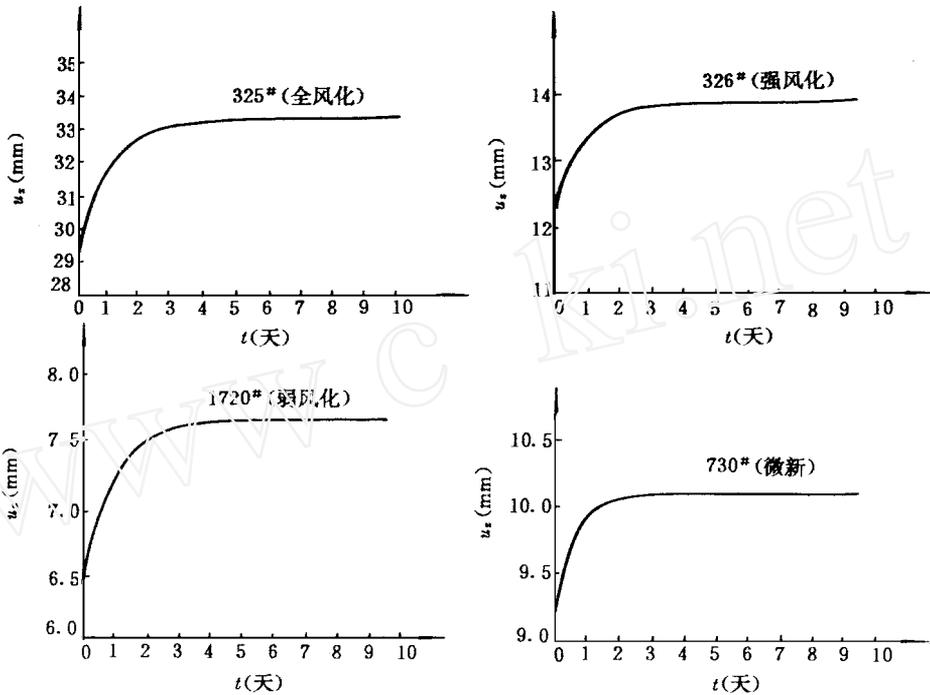


图 7 水平位移随时间的变化曲线

Fig 7 Curves of horizontal displacement dependences on time

## 5 结语

通过本次研究, 获得以下几点认识:

(1) 三峡船闸区岩石弱风化以下虽属坚硬岩石, 试验表明其强度仍存在时间效应, 蠕变强度  $\sigma_c$  与瞬时强度  $\sigma_1$  之比, 弱风化岩石约为 0.837, 微风化岩石约为 0.9, 强度的时间效应随岩石风化程度加强变得更显著。

(2) 对试验结果分析表明, 船闸区岩石的蠕变特性, 当应力水平低于屈服应力  $\sigma_c$  时, 可采用广义开尔文模型来描述, 该结论与过去的反演分析结果是一致的; 当应力水平高于  $\sigma_c$  时, 可采用西原模型来描述。

(3) 根据实测数据计算出了弱风化和微新岩石不同试件在不同应力水平下的模型参数及其均值, 最后经综合分析提出的岩体蠕变参数, 为船闸高边坡施工期和运行期长期稳定数值分析提供了科学依据。

(4) 影响三峡船闸高边坡岩体蠕变变形及长期稳定性的因素有很多: 岩体及结构面的流变特性、地应力、地下水作用以及船闸运行期间室内的水荷载等。限于时间等原因, 本文计算中尚未考虑渗透水压力、运行期闸门启闭及充泄水等外载对边坡流变的影响。

### 参 考 文 献

- 1 谷耀君 黄河小浪底细砂岩单轴压缩蠕变性质的研究 岩石力学与工程学报, 1986, 5(4): 343- 358
- 2 徐平, 夏熙伦 三峡枢纽岩体结构面蠕变模型初步研究 长江科学院院报, 1992, 9(1): 42- 46
- 3 徐平: 三峡枢纽船闸区试验洞围岩变形粘弹性反分析 人民长江, 1992, 23(6): 48- 52
- 4 岩体沿软弱结构面直剪蠕变试验(G506- 92), 水利水电工程岩石试验规程(补充部分). 北京: 水利电力出版社, 1993
- 5 杨挺青 粘弹性力学 武汉: 华中理工大学出版社, 1990
- 6 夏熙伦, 周火明 三峡工程船闸区岩石力学试验及参数研究报告 长江科学院, 1994
- 7 龚壁新等 三峡工程船闸区地应力场分析 长江科学院, 1993

## RHEOLOGICAL CHARACTERISTICS OF ROCK AND STABILITY RHEOLOGICAL ANALYSIS FOR HIGH SLOPE

Xia Xilun    Xu Ping    Ding Xiuli

(Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010)

**Abstract** This paper introduces the method and results of compressed creep for granite, and compares the creep strength with the instantaneous strength. The experimental formula of creep curve is fitted. A creep theory model and its parameters are obtained. To model the process of excavation of Three Gorges ship lock slope, the slope stability is analyzed by viscoelastic FEM microcomputer program developed by authors. The deformation of the slope rockmass is calculated during lock slope running. The result offers some references for project design and execution.

**Key words** rheology, creep model, creep parameter, high slope, stability